

Analisi sperimentale su collegamenti tradizionali e rinforzati nelle capriate lignee

Roberto Tomasi & Maurizio Piazza

Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale – Università degli Studi di Trento, Via Mesiano 77, 38050 Trento

Maria Adelaide Parisi

Dipartimento di Ingegneria Strutturale – Politecnico di Milano, piazza L. da Vinci 32, 20133 Milano

Jorge Branco

Dottorando, co-tutela Universidade do Minho, Guimarães (Portogallo) e Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale – Università degli Studi di Trento, Via Mesiano 77, 38050 Trento

Keywords: capriate lignee, collegamenti tradizionali, duttilità, sistemi di rinforzo.

ABSTRACT:

I giunti cosiddetti “di carpenteria” sono senza dubbio tra i più comuni utilizzati per il collegamento di elementi lignei nelle capriate storiche, presentandosi in differenti configurazioni che, comunque, si rifanno quasi sempre al tradizionale giunto a dente semplice.

Sebbene tale tipo di nodo si presenti con una grande variabilità di geometria (angolo di intaglio, profondità di intaglio, lunghezza del tacco nell'elemento che presenta l'intaglio), il principio di funzionamento è sempre basato sulla trasmissione di forze per contatto diretto e sull'attrito all'interfaccia tra i due elementi collegati: si osserva che tale ultimo contributo è quasi sempre trascurato nella progettazione in situazione normale, ma diviene essenziale per una corretta valutazione del comportamento sismico della struttura. Eventuali elementi metallici e connettori presenti nel nodo non sono deputati alla trasmissione degli sforzi, almeno in situazioni di normale utilizzo, ma risultano di fondamentale importanza nel mantenere la funzionalità del nodo anche in presenza di sollecitazioni che possano indurre sconnessioni, come nel caso sismico.

Il cosiddetto “rinforzo” di tali tipologie di nodi può essere realizzato con metodologie e modalità anche assai differenti tra loro, ma la scelta adottata ne condizionerà inevitabilmente il comportamento meccanico non solo in termini di resistenza ma anche di rigidità e duttilità, aspetti questi ben più importanti ai fini del comportamento sismico. Si nota, ad esempio, che la classica schematizzazione a cerniera non è più sufficiente a descrivere in maniera adeguata il comportamento globale della struttura in cui tale nodo è inserito, e può portare a valutazioni completamente errate sulle sue reali capacità portanti, in modo particolare in presenza di azioni eccezionali.

Esistono, in questo campo, un numero limitato di studi finalizzati alla caratterizzazione dei giunti di carpenteria rinforzati, da riguardarsi come giunti a comportamento semirigido. Da alcuni anni, presso l'Università di Trento e, recentemente, in collaborazione con l'Università del Minho, Guimarães (Portogallo), è attiva una linea di ricerca che si occupa di indagare in maniera approfondita il comportamento dei nodi di carpenteria nelle strutture lignee esistenti.

Sono di seguito illustrati alcuni recenti risultati sperimentali su alcune tipologie di collegamento tradizionale rinforzato, illustrando un possibile approccio per l'utilizzo di questi dati al fine di una modellazione sismica di capriate storiche con giunti tradizionali.

La ricerca sperimentale e numerica sui nodi di carpenteria rinforzati, è attualmente inserita nel progetto nazionale RELUIS finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile (REte nazionale Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, linea 1/3a).

1 INTRODUZIONE

Nel campo delle strutture in legno, diversi studi hanno riguardato il problema della modellazione del comportamento di nuove tipologie di collegamenti “ingegnerizzati”. Scarsa attenzione è invece stata dedicata ai collegamenti tradizionali di carpenteria, che sono così frequenti in Europa. In Italia ed in Portogallo, per esempio, i tetti in legno sono parte inte-

grante delle strutture storiche, anche nelle zone sismiche [1]. Partendo da queste considerazioni sono stati sviluppati modelli meccanici di dettaglio per questi collegamenti, utilizzati successivamente per investigare la risposta dinamica dei sistemi.

Quando l'analisi strutturale deve essere effettuata per la valutazione dei possibili benefici offerti dai rinforzi, le strutture in legno sono generalmente penalizzate dall'inadeguatezza dei software commerciali per la modellazione dei collegamenti.

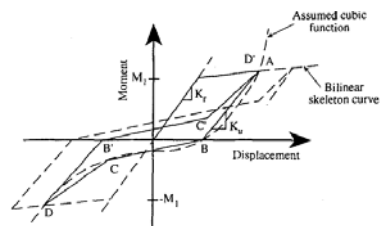
La mancanza di pratici ma realistici modelli per i giunti tradizionali può condurre il progettista verso operazioni di consolidamento eccessivamente conservative. I comuni modelli cinematici, come le cerniera o gli incastri perfetti, non sono in grado di descrivere in maniera soddisfacente il reale comportamento di questi giunti. Il comportamento del giunto può essere classificato come semirigido, essendo basato anche sull'attrito meccanico, e risulta dipendere quindi anche dall'entità della sollecitazione di compressione in uno degli elementi collegati.

Il rinforzo dei giunti può essere effettuato con diverse modalità: ogni soluzione determina un differente comportamento caratteristico del giunto in termini di resistenza, rigidezza e duttilità che deve essere adeguatamente indagato. Il presente lavoro si inquadra in un programma di ricerca finalizzato alla definizione di modelli sintetici per il comportamento statico e dinamico dei collegamenti nelle strutture tradizionali. Lo studio è indirizzato sia verso le connessioni lignee non rinforzate sia verso quelle dotate di sistemi di rinforzo, usati in maniera estensiva nelle operazioni di rinforzo strutturale.

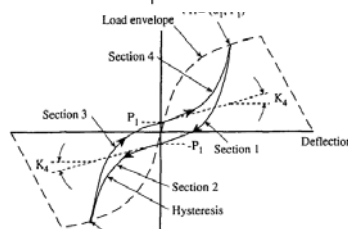
2 MODELLO DI COMPORTAMENTO DELLE GIUNZIONI SEMI-RIGIDE

In anni recenti un grande sforzo è stato profuso nella ricerca sulle connessioni semi-rigide, in particolare per le strutture in acciaio e per le strutture composte acciaio-calcestruzzo. Nel caso delle strutture in acciaio, il comportamento semirigido delle connessioni ha ricevuto un riconoscimento anche a livello normativo, con valori appropriati che si possono ottenere sia da modelli predittivi che da sperimentazione diretta. Modelli semi-rigidi per connessioni in acciaio in zona sismica sfruttano le capacità dissipative e il comportamento isteretico. Come sottolineato nell'Eurocodice 8 [2], un approccio simile è appropriato anche per gli elementi e le strutture tradizionali in legno. Nel caso delle strutture esistenti che devono essere riabilite o eventualmente migliorate, in accordo con le nuove prescrizioni normative, in primo luogo risulta necessaria una interpretazione realistica del modello strutturale globale. In alcune tipiche configurazioni strutturali di costruzioni lignee, l'utilizzo di vincoli a cerniera è inadeguato, poiché nelle strutture reali, i giunti possono mostrare una capacità di resistere anche a momento. La modellazione semi-rigida delle connessioni lignee, si prefigge di rappresentare il comportamento sismico delle strutture lignee con un accettabile livello di dettaglio per tutti i componenti. Con questi modelli, si riconoscono e si sfruttano adeguatamente le capacità dissipative dei collegamenti. Un modello numerico per queste connessioni deve, quindi, essere sufficientemente accurato per descrivere in maniera appropriata il comportamento

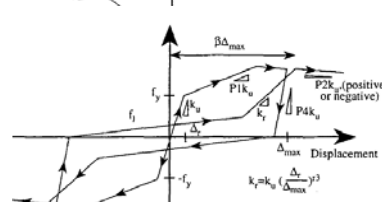
semirigido, e sufficientemente semplice, sia concettualmente che computazionalmente, da poter essere utilizzato nella normale attività progettuale. Differenti modelli isteretici sono stati sviluppati (figura 1). Kivell et. Al. [3] hanno derivato un modello isteretico per giunti chiodati a momento resistente. Dolan [4] e Stewart [5] hanno sviluppato separatamente un modello isteretico per descrivere il comportamento ciclico di pareti di legno intaliate con giunzioni chiodate tra il telaio ligneo e le pannellature. Ceccotti e Vignoli [6] hanno modellato il comportamento isteretico per connessioni semi-rigide resistenti a momento per giunti in legno con connettori metallici. Sebbene abbastanza differenti nel dettaglio, tutti questi modelli descrivono abbastanza bene il degrado di rigidezza, per carichi ripetuti, determinato dalle deformazioni plastiche per rifollamento. Per deformazioni maggiori rispetto a quelle già avvenute nel giunto, tutti i modelli seguono la curva di inviluppo che descrive il comportamento monotono per carichi statici. Esiste quindi una grande varietà di modelli isteretici proposti nella letteratura scientifica: non sembra quindi esserci una mancanza di tali modelli da utilizzare nell'analisi dinamica delle strutture lignee, in particolare per le strutture tradizionali. Le sfide maggiori sono quindi: 1) selezionare i modelli isteretici appropriati che dovrebbero essere utilizzati nei modelli generali; 2) sviluppare un sistema e delle procedure di identificazione [7].



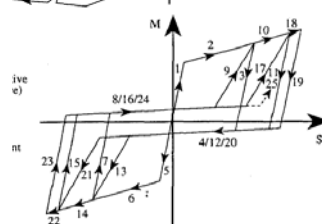
(a) Kivell et al. [3]



(b) Dolan [4]



(c) Stewart [5]



(d) Ceccotti and Vignoli

Figura 1. Modelli isteretici per strutture lignee

3 SPERIMENTAZIONE SU COLLEGAMENTI IN SCALA REALE

La ricerca sperimentale in seguito descritta è stata realizzata nel Laboratorio di Strutture dell'Università del Minho (Portogallo), e include prove monotone e test ciclici per giunti in scala reale inclinati di 30° [8]. Per tutti i campioni, gli elementi hanno una sezione trasversale di $80 \times 220 \text{ mm}^2$, la profondità di intaglio è di 45 mm e la lunghezza del tallone è 422 mm, come illustrato in figura 2.

I test sono stati effettuati in controllo di spostamento. Il primo step della procedura di carico, sia nei test statici che in quelli ciclici, è stata l'applicazione di una forza assiale di compressione sul puntone. La forza assiale, che simula l'effetto del peso proprio e del peso permanente portato presente nella struttura, è stata mantenuta costante durante le prove. Nelle seguenti fasi di carico, una forza trasversale F agisce perpendicolarmente alla direzione del puntone.

A seconda del verso positivo o negativo degli spostamenti imposti (e della forza), l'angolo tra i due elementi concorrenti nel nodo (inizialmente pari a 30°), rispettivamente aumenta o diminuisce.

Il tipo e la disposizione degli strumenti, inclusi le celle di carico e i trasduttori LVDT, sono illustrati in figura 3.

Inizialmente, una serie di esperimenti su campioni non rinforzati sono stati realizzati allo scopo di caratterizzare il comportamento originale dei giunti rappresentativi delle strutture antiche.

Per quanto riguarda l'utilizzo di connettori metallici, si osserva che anche nel passato essi erano occasionalmente applicati.

Comunque, questa pratica divenne comune nel 19esimo secolo, quando lo sviluppo di metodi industriali di produzione resero più disponibili le diverse tipologie di connettori metallici a gambo cilindrico.

Tali dispositivi sono stati inizialmente sviluppati e applicati principalmente con lo scopo di evitare disconnessioni fuori piano, cui il collegamento tradizionale non può opporsi. Attualmente il rinforzo è finalizzato principalmente ad evitare disconnessioni nel piano degli elementi. Tre tipologie di intervento sono considerate principalmente nella ricerca, come moderna implementazione delle tecniche di rinforzo tradizionali: staffe metalliche (a), bullone metallico interno (b), strisce metalliche esterne (c) (figura 4).

La sperimentazione sulle connessioni è stata preceduta da una accurata caratterizzazione del materiale, in termini di proprietà meccaniche degli elementi lignei usati per i modelli in scala reale.

La tabella 1 presenta sinteticamente la campagna sperimentale condotta sui giunti a dente semplice (test monotoni e ciclici).

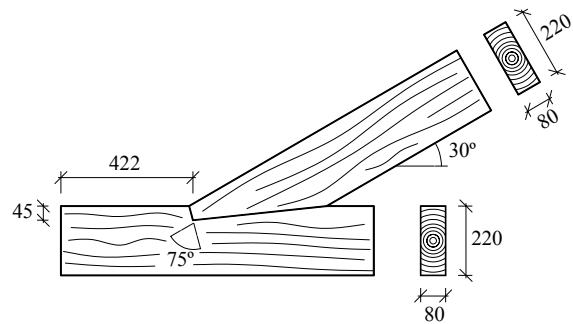


Figura 2. Connessione geometrica (dimensione in millimetri)

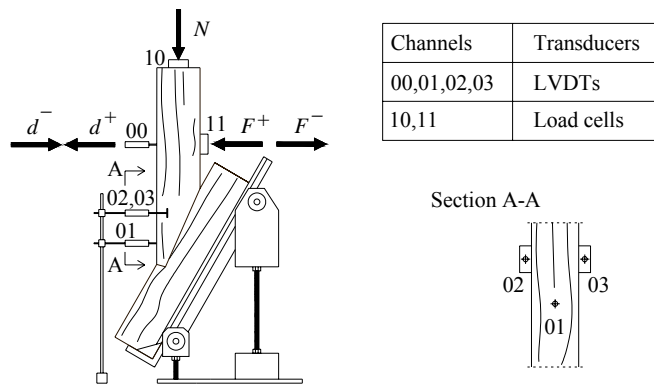


Figura 3. Setup di prove e configurazione della strumentazione

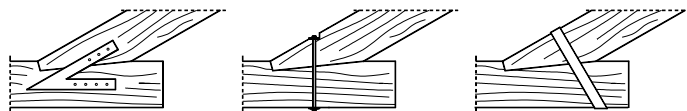


Figura 4. Sistemi tradizionali di rinforzo: staffe metalliche (a); bullone (b); strisce metalliche esterne.

Tabella 1. Sperimentazione sui collegamenti a dente semplice.

Campione	Tipo di connessione	Metodo di carico	Livello di compressione nel puntone (MPa)
A1, A2, A3	Non rinforzato	Monotono +	1,4 e 2,5
A4, A5, A6	Non rinforzato	Monotono -	1,4 e 2,5
A7, A8, A9	Non rinforzato	Ciclico	1,4 e 2,5
S1, S2, S3	Staffe metalliche	Monotono +	1,4
S4, S5, S6	Staffe metalliche	Monotono -	1,4
S7, S8, S9	Staffe metalliche	Ciclico	1,4
B1, B2, B3	Bullone	Monotono +	1,4
B4, B5, B6	Bullone	Monotono -	1,4
B7, B8, B9	Bullone	Ciclico	1,4
BS1, BS2, BS3	Strisce metalliche	Monotono +	1,4
BS4, BS5, BS6	Strisce metalliche	Monotono -	1,4
BS7, BS8, BS9	Strisce metalliche	Ciclico	1,4
A1, A2, A3	Non rinforzato	Monotono +	1,4 e 2,5

Il livello di compressione adottata nei puntoni è pari rispettivamente a 1,4 MPa e 2,5 MPa, che rappresentano i livelli usuali per comuni strutture di copertura portoghesi in accordo con gli standard nazionali [10], [11].

4 TEST MONOTONI

I dati sperimentali sulle connessioni originali sono stati raccolti con lo scopo di caratterizzarne il comportamento, così come per consentire la calibrazione dei modelli numerici. È evidente che la serie dei campioni testati non copre tutte le possibili combinazioni di parametri fisici e geometrici di interesse pratico. L'analisi sperimentale può quindi essere estesa in una successiva fase della ricerca. Ciò premesso, la sperimentazione ha consentito di ottenere gli elementi per la calibrazione dei modelli di comportamento e, soprattutto, di capire quali sono gli elementi essenziali per tale calibrazione. Particolarmente importante è risultata l'osservazione del comportamento post-elastico e delle modalità di rottura delle connessioni per ogni caso analizzato. I test monotoni sono quindi finalizzati all'indagine delle proprietà delle connessioni in termini di resistenza, rigidità e deformabilità post-elastica. Le prove sperimentali sono state condotte sia su giunti non rinforzati che su giunti rinforzati con le diverse tipologie di dispositivi di rinforzo.

Il primo gruppo di connessioni sottoposte a prova è composto da tre giunti non rinforzati (A1, A2 e A3). Una compressione permanente di 25 kN (corrispondente a 1,4 MPa di sollecitazione di compressione) è stata applicata al puntone attraverso il martinetto verticale ed il secondo martinetto ha imposto una forza trasversale monotona (figura 3). I risultati sperimentali illustrano il comportamento dei tre campioni che può essere approssimativamente schematizzato come elasto-plastico (figura 5). Il comportamento è perfettamente elastico fino allo spostamento limite (~ 8 mm), dopo il quale diviene non lineare per un breve tratto, fino a raggiungere il plateau plastico. Questa fase plastica, a partire da 10 mm di spostamento, rimane praticamente costante fino allo spostamento massimo (circa 50 mm), presentando una leggera discesa dopo 25 mm di spostamento.

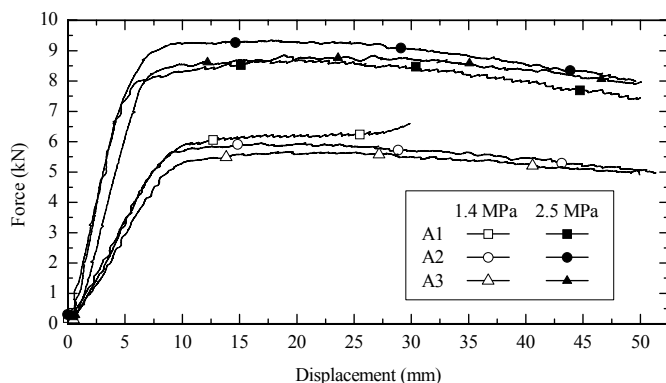


Figura 5. Diagramma forza spostamento nella direzione positiva per due livelli di carico

Per la direzione opposta del carico, un comportamento più fragile è stato registrato quando l'angolo

di inclinazione diminuisce. Le curve presentate in figura 6 mostrano un comportamento perfettamente elastico fino alla forza massima, dopodiché si registra una parziale perdita di aderenza per attrito tra le teste degli elementi lignei, che determina una rapida diminuzione della resistenza. Dopo che una posizione stabile del giunto è di nuovo raggiunta, si registra nuovamente un comportamento pseudo-plastico, determinato dallo schiacciamento locale delle fibre. La disconnessione della giunzione è determinata dalla completa perdita di aderenza tra i due elementi giuntati.

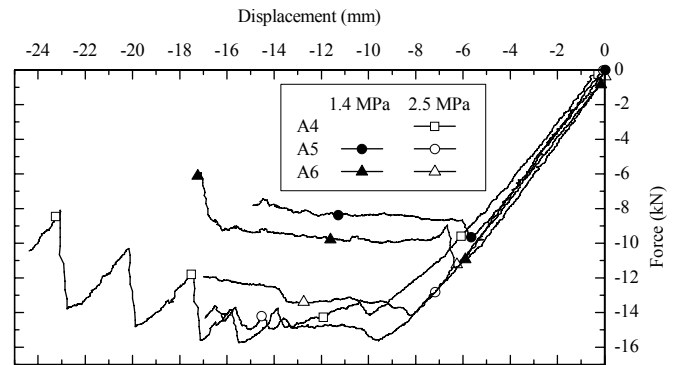


Figura 6. Diagramma forza spostamento nella direzione negativa per due livelli di carico

Confrontando le curve carico-spostamento di figura 6 per diversi livelli di sforzo nei puntoni, si può osservare solamente un incremento della forza massima e del corrispondente limite elastico di spostamento, con un comportamento fragile a seguire il tratto elastico per entrambi i livelli di carico. Per quanto riguarda la fase elastica, i comportamenti sono praticamente coincidenti. Confrontando invece le curve carico spostamento di figura 5 per diversi livelli di sforzo nei puntoni, si può osservare anche una rigidità iniziale maggiore nel caso di aumento del livello di compressione media nel puntone. Si può comunque osservare una certa analogia di comportamento dai due grafici. La tabella 2 riassume i risultati principali, i valori medi per i tre campioni, i test monotoni condotti per i due livelli di carico.

Tabella 2. Influenza del livello di compressione media nei puntoni, sulla risposta del giunto per carichi statici monotoni.

σ_c	Direzione	d_e	F_{max}	Rigidezza (kN/mm) $\times 10^3$	
(MPa)		(mm)	(kN)	F_e / d_e	$F_{e50\%} / d_{e50\%}$
1,4	(+)	8,31	6,72	634	647
	(-)	5,76	-10,75	1785	1958
2,5	(+)	5,47	10,84	1389	1408
	(-)	8,13	-15,32	1661	1758

Confrontando i risultati sperimentali in termini di curve carico spostamento per collegamenti rinforzati e non rinforzati (Figura 7), si evince che tutte le soluzioni considerate per il rinforzo contribuiscono ad aumentare la rigidità, in particolare per direzioni

positive del carico, e la resistenza per entrambe le direzioni. Il comportamento elasto - plastico evidenziato dai collegamenti non rinforzati è sostituito da un comportamento completamente non lineare, con grandi risorse plastiche, nel caso di collegamenti rinforzati. Collegamenti rinforzati con staffe e strisce metalliche esterne raggiungono gli stessi livelli di carico massimo (benché le strisce metalliche rendano più fragile il comportamento per carichi negativi).

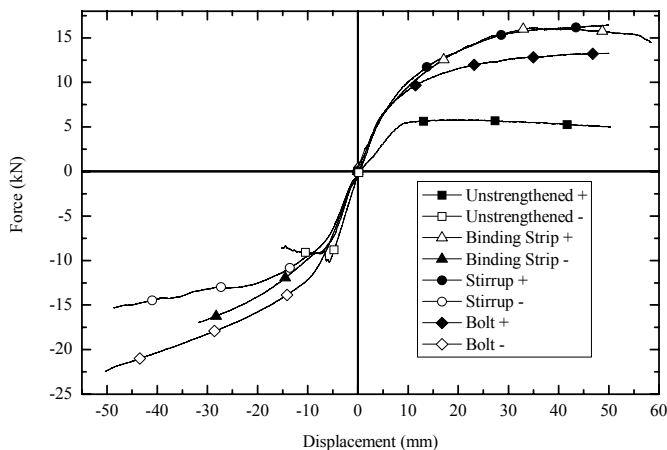


Figura 7. Diagramma carico – spostamento per collegamenti rinforzati e non, sottoposti a carichi statici monotoni.

5 TEST CICLICI

In queste analisi sperimentali si impone un numero ridotto di cicli, con ampiezza crescente. Il protocollo di carico è quello previsto in EN 12512: 2001 [12], secondo le indicazioni riportate in didascalia di figura 8. I valori determinati per i limiti elastici positivi e negativi (d_e^+ e d_e^-), provengono direttamente dai risultati ottenuti in precedenza per i test monotoni.

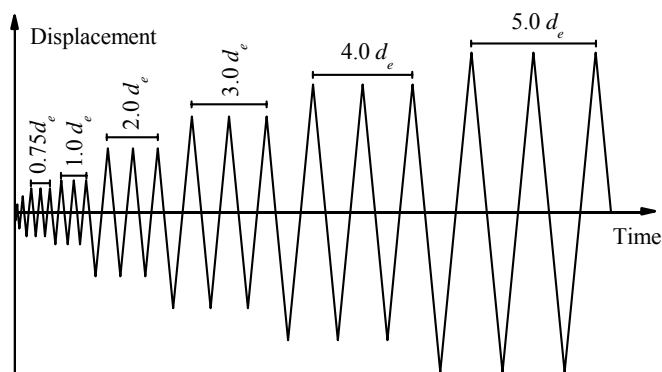


Figura 8. Protocollo di carico secondo EN 12512: un ciclo completo con ampiezza $[0,25 d_e^+; 0,25 d_e^-]$; un ciclo completo con ampiezza $[0,50 d_e^+; 0,50 d_e^-]$; tre cicli completi con ampiezza $[0,75 d_e^+; 0,75 d_e^-]$; tre cicli completi con ampiezza $[(1+n) d_e^+; (1+n) d_e^-]$, con $n = 0,1,2,\dots$ fino alla rottura del giunto.

Testi ciclici sono stati eseguiti su diverse serie di collegamenti semplici non rinforzati, così come su collegamenti rinforzati secondo le tecniche descritte in figura 4.

La prima osservazione ricavata dai test ciclici effettuati su connessioni non rinforzate è la differente risposta secondo le direzioni del carico. Una dissipazione energetica significativa avviene solamente nella direzione negativa causata dallo spostamento del puntone sollecitato in quella direzione. Aumentando il livello di compressione nel puntone, la curva sforzo – spostamento presenta un incremento della resistenza massima (vedi figura 9). La dissipazione energetica cresce con l'aumento del livello di compressione nel puntone (dal 2,5% al 3,96% in termini di dissipazione energetica equivalente V_{eq}).

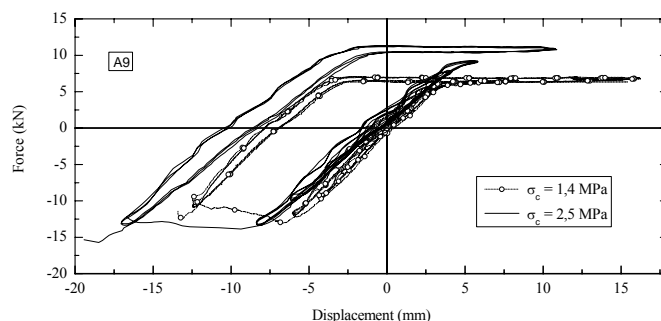


Figura 9. Influenza del livello di sforzo sul puntone compresso nella risposta ciclica.

Osservando la risposta ciclica nelle connessioni rinforzate e confrontando con quella delle connessioni originali non rinforzate, si possono apprezzare le caratteristiche dei diversi sistemi analizzati.

I diagrammi sperimentali forza – spostamento ricavati per le diverse tipologie di collegamento sono asimmetrici, sia in termini di rigidezza che di resistenza. Senza rinforzo, il giunto non è in grado di prevenire la rottura determinata dall'inversione di carico (disconnessione degli elementi) e quindi la capacità di dissipazione energetica è molto modesta. Tutte le tecniche di rinforzo adottate sono state invece efficienti nel miglioramento del comportamento isteretico ciclico delle connessioni. I valori di dissipazione energetica equivalente (V_{eq}), determinati sperimentalmente, sono riportati in tabella 3.

Con l'incremento in ampiezza di spostamento ciclico, la energia dissipata aumenta. Il numero di cicli ricavati è particolarmente importante tenendo in considerazione le prescrizioni contenute in diversi documenti normativi [Eurocodice 8 e Ordinanza], riguardante la determinazione di un fattore di struttura. Secondo tali documenti, come è noto, si prescrive che le zone dissipative debbano essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli completi con una duttilità statica pari a 4 (classe di duttilità M), o pari a 6 (classe di duttilità H) e con perdite di capacità resistente non superiori al 20%.

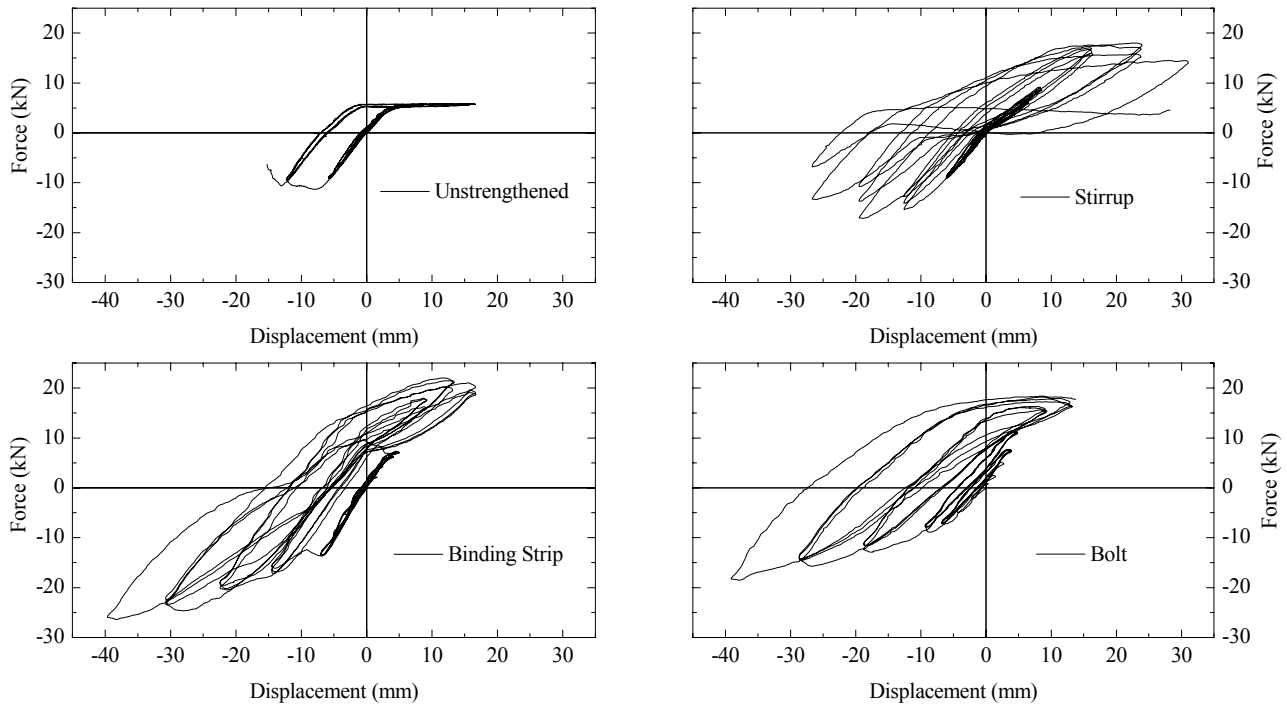


Figura 10. Risposta forza – spostamento per carichi ciclici nel caso di connessione originale non rinforzata e connessioni rinforzate.

Tabella 3. Risultati principali nei test ciclici per i giunti con o senza sistemi di rinforzo.

Giunto	Energia dissipata	V_{eq}	d_{max}^+	d_{max}^-	F_{max}^+	F_{max}^-
	(kJ)	(%)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)
Non rinforzato ($\sigma_c=1.4$ MPa)	230	2,45	16,49	-15,83	6,20	-11,57
Non rinforzato ($\sigma_c=2.5$ MPa)	380	3,96	9,15	-21,17	9,45	-17,00
Strisce metalliche (BS)	2874	6,85	18,38	-39,63	23,38	-25,47
Bullone (B)	1877	11,28	13,30	-35,30	15,29	-21,08
Staffa (S)	1859	14,57	28,68	-21,75	18,09	-15,60

6 MODELLAZIONE NUMERICA: DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DEL MODELLO

Quando si adottano i risultati di test sperimentali con leggi sintetiche, un diverso grado di approssimazione può essere adottato per il caso statico rispetto al caso ciclico [13]. Nel primo caso l'adozione di una curva bilineare può essere sufficiente per descrivere il comportamento sotto carico statico monotono, a meno di una definizione più raf-

finata del tratto di raccordo tra i due rami della curva.

Per un modello ciclico da utilizzare nell'analisi dinamica, alcune semplificazioni nella descrizione matematica sono consigliabili, ed una curva multilinare è solitamente accettabile [1]. Al fine di definirla, i punti caratteristici di intersezione tra i diversi rami devono essere derivati sperimentalmente dai diagrammi momento-rotazione, $M-\phi$. A questo scopo, i seguenti parametri sono di particolare importanza:

- la rigidezza tangente iniziale, k_0^+ (campo positivo, incremento dell'angolo di inclinazione) oppure k_0^- ;

- il momento massimo e la rotazione massima al primo carico, determinati sulla curva monotona, $M-\phi$, per rotazioni positive e negative (M_u^+ , M_u^- , ϕ_u^+ , ϕ_u^-);

- i valori di momento e di rotazione corrispondenti allo snervamento (transizione tra il tratto elastico ed il tratto plastico), M_y^+ , M_y^- , ϕ_y^+ , ϕ_y^- ; indicazioni per determinare il loro valore e quelli dei parametri seguenti, quando il comportamento non lineare può essere determinato facilmente o quando il giunto esibisce un cambiamento continuo nel comportamento, sono dati in [12];

- la rigidezza iniziale secante, k_1^+ or k_1^- , determinata dalla linea retta che collega l'origine con un punto corrispondente al valore del momento nel campo $(0.8\div 0.9)M_y^+$, oppure $(0.8\div 0.9)M_y^-$, o nel campo $(0.4\div 0.5)M_u^+$, oppure $(0.4\div 0.5)M_u^-$, rispettivamente per i due casi sopra citati;

- le coordinate del punto P_1^+ (M_{P1}^+ , ϕ_{P1}^+) e del suo analogo P_1^- nel campo negativo, caratterizzanti la transizione tra il campo elastico ed il campo plastico; il punto P_1^+ può essere ricondotto al valore del momento $M_{P1}^+ = (0.90 \div 0.95) M_{y^+}$, oppure al valore M_{y^+} , anche nei due casi sopra citati;
- la rigidità residua, k_u^+ or k_u^-

Questi primi parametri sono comuni ai modelli statici monotoni e ciclici: nel caso dei modelli ciclici si richiede la definizione di parametri aggiuntivi, come segue.

- la rigidità secante allo scarico completo, dopo un escursione nel campo non elastico k_P^+ , per il quadrante positivo, k_P^- , per il quadrante negativo;
- la rigidità media residua per il passaggio dal momento positivo al momento negativo, o viceversa, dopo una escursione nel campo non elastico; è generalmente ragionevole assumere un singolo valore k_R , invece di due valori k_R^+ e k_R^-

Questi ultimi parametri possono essere facilmente identificati in un diagramma $M-\phi$. In una prima approssimazione, ed in assenza di specifici test ciclici, anche questi potrebbero essere derivati dal caso monotono. Dal momento che i valori decrescono in funzione dell'escursione nel campo plastico, è stato proposto di derivarli nell'ultimo ciclo di una serie di tre cicli di ampiezza costante [14]. Inoltre, è sembrato ragionevole considerare una serie di cicli che presentano valori massimi delle rotazioni imposte simili a quelli che realmente ci si aspetta.

Un aspetto caratteristico dei collegamenti ad attrito è che i momenti ultimi e di snervamento M_u e M_y , sono direttamente correlati al livello di compressione presente nel puntone. In condizioni sismiche, variazioni significative della forza assiale in questi elementi possono essere plausibili anche per sismi di media intensità. Di conseguenza, la relazione tra il livello di compressione assiale e il momento limite deve essere inclusa nel modello.

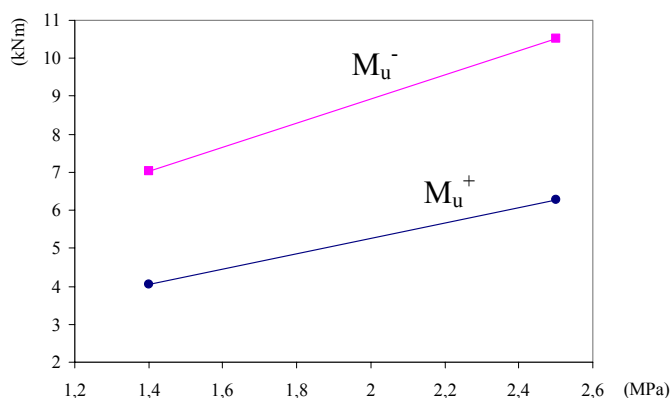


Figura 11. Rapporto tra il momento ultimo M_u e il livello di compressione media σ_c nel puntone, ricavato dalle prove descritte.

7 MODELLAZIONE NUMERICA

Il primo passo per sviluppare una legge sintetica per il comportamento del giunto considerato è identificare una legge di primo carico, cioè una “curva base”, sia nel caso di rotazioni positive che nel caso di rotazioni negative. Come menzionato sopra, sono possibili due differenti approcci, dipendenti dal grado di approssimazione richiesto. Per strutture sotto carichi statici monotoni, la funzione di primo carico descrive completamente il comportamento del giunto. Un confronto accurato tra la curva sperimentale ed il modello può essere praticabile mediante curve di ordine superiore, mentre alcune semplificazioni sono consigliabili nella descrizione matematica, e principalmente nell'applicazione, di un modello ciclico.

Quando si considera l'approssimazione bilineare, che può essere adatta per l'analisi dinamica anche per dedurre l'onere computazionale, il primo tratto elastico è caratterizzato da una pendenza k_1^+ o k_1^- ed il secondo tratto da una pendenza k_u^+ oppure k_u^- , per rotazioni positive oppure negative rispettivamente. Il punto di transizione presenta le coordinate (M_y^+ , M_y^+/k_1^+) oppure (M_y^- , M_y^-/k_1^-).

La procedura riportata in EN 12512:2001 [12] suggerisce due metodi differenti per la definizione di un comportamento bilineare. Il metodo da utilizzare dipende dalla curva sperimentale stessa, cioè: a) quando esiste una distinzione chiara tra il tratto elastico ed il tratto plastico; b) quando risulta difficile separare il tratto elastico da quello plastico.

Comunque, utilizzando questi metodi, la curva sintetica può presentare diverse entità di dissipazione energetica quando confrontata con le curve sperimentali. A causa di questo, e dato che la capacità di dissipazione energetica è cruciale per la risposta sismica, un altro metodo è stato utilizzato in questo lavoro per lo sviluppo di una approssimazione bilineare.

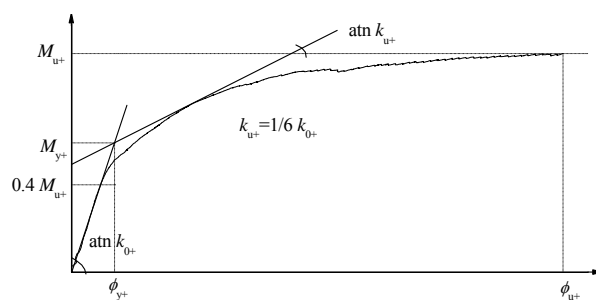


Figura 12. Procedura riportata in EN 12512:2001 per la definizione di comportamento bilineare, quando risulta difficile separare il tratto elastico dal tratto plastico.

Questo terzo metodo permette una semplificazione bilineare ma minimizza la differenza nelle energie dissipate tra il comportamento sperimentale e l'approssimazione di modello.

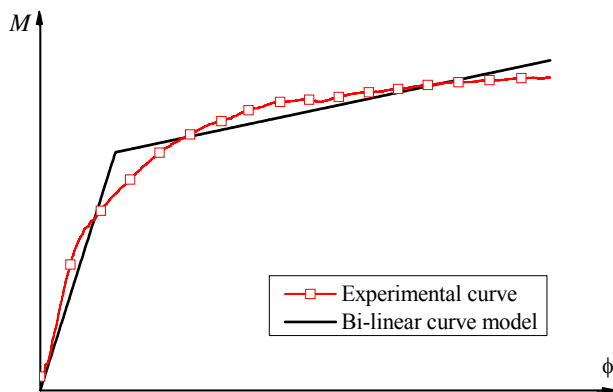


Figura 13. Curva bilineare ottenuta minimizzando la differenza tra le energie dissipate.

La tabella 4 presenta il confronto in termini di energia dissipata tra le curve sperimentali e le leggi sintetiche ottenute utilizzando i tre metodi descritti.

Tabella 4. Confronto tra l'energia dissipata nelle prove sperimentali e le leggi sintetiche illustrate secondo i diversi metodi.

Provino	Sperimentale	EN 12512 Metodo (a)	EN 12512 Metodo (b)	Bilineare (stessa energia)	Trilineare (stessa energia)
B1	496	515	620	494	496
B2	688	705	710	687	684
B3	815	854	630	810	814
B4	885	908	911	885	886
B5	715	728	915	715	716
B6	737	743	844	738	738

Al fine di modellare l'evoluzione del comportamento di una connessione sotto carico ciclico e di definire i singoli rami del diagramma $M-\phi$ ciclico linearizzato, si può utilizzare il modello presentato da Parisi e Piazza [1], introducendo le opportune correzioni ed adattando i parametri sulla base dei risultati della campagna sperimentale riportati nel paragrafo 3.

Tale modellazione è già stata utilizzata per una configurazione tipica di capriata storica come quella illustrata in figura 14 [14].

Nella modellazione il comportamento del giunto elementare rinforzato (giunto semi-rigido) è stato implementato in un'analisi dinamica non lineare (analisi tipo time history). Nel caso descritto in [14], il comportamento non lineare del giunto è stato fondato su una corrispondente sperimentazione del giunto rinforzato con un singolo bullone, con angoli di intaglio variabili tra 30° e 60° .

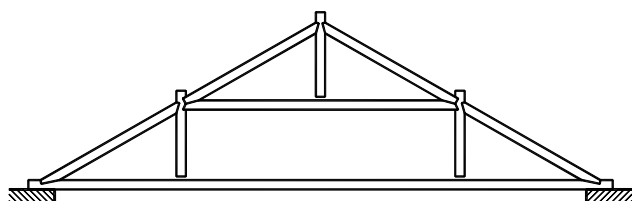


Figura 14. Schema di capriata adottata nell'analisi in [14].

Nella modellazione il comportamento del giunto elementare rinforzato (giunto semi-rigido) è stato implementato in un'analisi dinamica non lineare (analisi tipo time history). Nel caso descritto in [14], il comportamento non lineare del giunto è stato fondato su una corrispondente sperimentazione del giunto rinforzato con un singolo bullone, con angoli di intaglio variabili tra 30° e 60° .

Questo tipo di procedimento ha consentito la valutazione del fattore di struttura come parametro sintetico per l'analisi del comportamento post-elastico della struttura.

Tabella 5. Fattori di struttura ricavati per diversi valori del momento al limite elastico.

	basic M_y	+ 30% M_y	-30% M_y
El Centro	2,91	2,62	3,50
Taft	2,95	2,52	4,79
Codroipo	3,84	3,20	5,38

In tabella 5 sono riportati i fattori di struttura ricavati per la capriata analizzata per diversi accelerogrammi di progetto. In accordo a quanto illustrato nei paragrafi precedenti, il momento M_y utilizzato per la modellazione della molla rotazione è stato fatto variare in maniera consistente, per tenere conto dell'influenza di questo parametro sulla dissipazione del giunto. Da notare che i valori ottenuti risultano tutti centrati intorno a 3, superiore al valore attualmente previsto nell'Ordinanza P.C.M 3431:2005.

Lo sviluppo futuro di questo lavoro di ricerca prevede l'estensione di questo tipo di analisi anche ad altre tipologie di capriate lignee sia italiane sia portoghesi, utilizzando i dati sperimentali illustrati nella presente memoria.

8 CONCLUSIONE E COMMENTI FINALI

I giunti a dente semplice presentano sempre una capacità di assorbire momento, anche se in misura modesta nel caso non esistano dispositivi di rinforzo. I classici modelli cinematici a cerniera perfetta non possono rappresentarne adeguatamente il comportamento in ambito sismico, ma dovrebbero essere adottati modelli a giunto semirigido con possibilità di simulare l'attrito. I test sperimentali mostrano che questa capacità è funzione del livello di compressione presente nel puntone. Inoltre appare chiara l'importanza di altri parametri, come lo spessore del puntone, l'angolo di attrito, l'angolo di intaglio nei collegamenti. L'analisi sperimentale è stata di fondamentale importanza al fine di comprendere il comportamento reale, evidenziando alcuni aspetti importanti come i meccanismi di trasmissione delle forze, i modi di rottura, nonché per capire l'influenza dei differenti sistemi di rinforzo utilizzabili. Il rinforzo, solitamente realizzato inserendo elementi metallici, è indispensabile per assicurare una risposta adeguata del giunto, in particolare di fronte ad azioni sismiche. Il rinforzo del giunto determina

un aumento significativo del rapporto di smorzamento isteretico equivalente, contribuendo ad aumentare la dissipazione energetica. In conclusione, le soluzioni di rinforzo analizzate consentono di migliorare il comportamento sismico delle coperture tradizionali: la modellazione di queste connessioni, mediante leggi sufficientemente accurate di comportamento, rende possibile rappresentare la risposta sismica della struttura lignea con un livello di dettaglio comparabile per tutti i componenti analizzati.

9 RICONOSCIMENTI

Questa ricerca è stata condotta parzialmente con il supporto economico del progetto RELUIS (Rete Laboratori Universitari Ingegneria Sismica). Il quarto autore ringrazia la Fondazione Portoghese per la Scienza e la Tecnologia, per il finanziamento della propria borsa di dottorato (Fundação para a Ciência e a Tecnologia, SFRH/BD/18515/2004).

BIBLIOGRAFIA

- [1] Parisi, M.A. and Piazza, M., *Traditional timber joints in seismic areas: cyclic behaviour, numerical modelling, normative requirements*, European Earthquake Engineering, N. 1, 2002: pp-40-49.
- [2] prEN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- [3] Kivell, B. T., Moss, P. J. and Carr, A. J., "Hysteretic modelling of moment resisting nailed timber joints", Bull. New Zeal. Nat. Soc. Earthquake Engineering, 14(4)(1981) 233-245.
- [4] Stewart, W. G., The seismic design of plywood sheathed shear walls, Ph.D. thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1987.
- [5] Dolan, J. D., The dynamic response of timber shear walls, Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1989.
- [6] Ceccotti, A. and Vignoli, A., "Engineered timber structures: An evaluation of their seismic behaviour", in Proceedings, 1990 International Timber Engineering Conference, Tokyo, Japan, pp. 946-953.
- [7] Foliente Greg C., "Modeling and Analysis of Timber Structures Under Seismic Loads: State of the Art", Earthquake Performance and Safety of Timber Structures, Ed. By Greg C. Foliente. Forest Products Society, Madison, 1997, ISBN 0935018859, USA, p. 5573.
- [8] Branco J., Cruz P. and Varum H., Experimental Analysis of Birdsmouth Joints, Report E-11/05. DECivil, University of Minho, 2005, 49 pp.
- [9] Branco J., Varum H. and Cruz P., "Structural grades of timber by bending and compression tests", Advanced Materials Forum III, Materials Science Forum, Trans Tech Publications Inc., ISBN 0-87849-402-2, Vol. 516, pp. 1163-1167.
- [10] RSA 1983, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Dec. – Lei n.º 235/83. Casa da Moeda. 31 May (in Portuguese).
- [11] Branco J., Cruz P., Varum H. and Piazza M., Portuguese traditional timber trusses: static and dynamic behaviour,

Report E-19/05. DECivil, University of Minho, 2005, 50 pp.

- [12] EN 12512: 2001, Timber structures - Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners, CEN, 2001, Brussels, Belgium.
- [13] Parisi, M.A. and Piazza, M., "Dynamic modelling of friction joints in traditional timber structures", Proceedings, EURODYN 99 Conference, Prague, 1999.
- [14] Parisi, M.A., Piazza, M. Seismic behavior and retrofitting of joints in traditional timber roof structures, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22 (2002) 1183-1191.